

## REFUERZO EN LOS NUDOS DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON PERFILES METÁLICOS COMPLETAMENTE EMBEBIDOS

**Isaac MONTAVA BELDA**

ARQUITECTO. ARQUITECTO TÉCNICO  
DEPARTAMENTO INGENIERIA DE LA CONSTRUCC.  
PROFESOR UNIVERSIDAD ALICANTE  
[isaac.montava@ua.es](mailto:isaac.montava@ua.es)

**Ramón IRLES MÁS**

INGENIERO DE CAMINOS  
D. INGENIERIA DE LA CONSTRUCC.  
PROFESOR CATEDRÁTICO UNIVERSIDAD  
ALICANTE  
[Ramon.Irles@ua.es](mailto:Ramon.Irles@ua.es)

**Antonio GONZÁLEZ SÁNCHEZ**

ARQUITECTO  
D. INGENIERIA DE LA CONSTRUCC.  
PROFESOR TITULAR UNIVERSIDAD ALICANTE  
[antonio.gonzalez@ua.es](mailto:antonio.gonzalez@ua.es)

**Juan Carlos POMARES TORRES**

ARQUITECTO TÉCNICO  
D. INGENIERIA DE LA CONSTRUCC.  
PROFESOR UNIVERSIDAD ALICANTE  
[jc.pomares@ua.es](mailto:jc.pomares@ua.es)

### RESUMEN

Una estructura compuesta de Hormigón Armado con Acero, HAA, posee las propiedades resistentes del hormigón armado y la ductilidad del acero, por lo que mediante un diseño apropiado se puede conseguir una alta capacidad de resistencia sísmica.

En la presente investigación se muestran los resultados y conclusiones obtenidos al analizar la resistencia y ductilidad de tres nudos diferentes ensayados con ciclos de carga y descarga crecientes hasta rotura, uno de Hormigón Armado, HA, otro de hormigón armado con la misma armadura estándar y con un perfil de acero estructural embebido, HAA, y un tercero de Hormigón Armado con la misma capacidad resistente de la sección de HAA.

Se consigue dotar a las estructuras isostáticas e hiperestáticas de suficiente capacidad de aviso antes del agotamiento, de una gran capacidad de disipación de energía y de una protección adecuada frente al fuego.

**PALABRAS CLAVE:** Estructura Hormigón Armado, ductilidad, HAA, nudo, estructura sismorresistente, acero.

### ABSTRACT

A composite structure with steel reinforced concrete, SRC, has the strength properties of reinforced concrete and steel ductility, so that by appropriate design can achieve a high capacity for seismic resistance.

The present investigation shows the results and conclusions obtained by analyzing the strength and ductility of three different nodes of a structural frame tested with increasing load and unload cycles, one of them with Reinforced Concrete, RC, another with steel reinforced concrete, SRC, and a third only reinforced concrete with the ultimate strength capacity of the section SRC.

It manages to give hyperstatic and isostatic structures with sufficient capacity before exhaustion warning. It shows also a large energy dissipation ability and adequate protection against fire.

**KEYWORDS:** Reinforced Concrete Structure, ductility, SRC, joint, earthquake resistant structure, steel.

## 1. Introducción

En décadas recientes se han realizado numerosas investigaciones para conocer el comportamiento sísmico de las estructuras de Hormigón Armado, de las estructuras metálicas y de las estructuras mixtas.

Las estructuras mixtas consiguen una rigidez cercana a las estructuras de hormigón armado y una ductilidad próxima a las estructuras de acero, [10], siendo necesaria la protección de los perfiles metálicos frente al fuego. Las estructuras de Hormigón Armado con perfiles completamente embebidos aumentan considerablemente la capacidad de disipación de energía con una protección adecuada frente al fuego. [5]

La presente investigación trata de conocer el comportamiento de las estructuras de hormigón armado con perfiles metálicos embebidos, sistema estructural que en inglés se conoce como SRC (Steel Reinforced Concrete), y que en español se propone con las siglas HAA (Hormigón Armado con Acero), una denominación sencilla, semejante a la denominación inglesa y coherente con la denominación de la EHE de otros sistemas estructurales: HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado y HP en el de pretensado. El HAA es un sistema estructural capaz de adquirir las ventajas resistentes y de rigidez de las estructuras de hormigón armado y combinarlas con la elevada ductilidad de las estructuras metálicas, con una elevada resistencia al fuego, una elevada capacidad de absorción de energía y una ejecución sencilla, económica y asimilable por la mayoría de empresas constructoras y promotoras del sector.

Desde el sismo de Kanto (1923) que fue el que más víctimas mortales se ha cobrado de los conocidos en Japón, hasta el último terremoto de la Costa de Hounsú (2011), el de mayor magnitud conocido con 8,9 grados en la Escala Richter, el sistema estructural revestido, una forma de construcción compuesta, se ha empleado en Japón para la mayoría de las estructuras de edificios de más de siete pisos. [16]

Es sorprendente la capacidad de resistencia sísmica de los edificios en Japón debido principalmente a la utilización sistemática de los perfiles embebidos en las estructuras de hormigón y a la utilización de disipadores de energía al aplicar la normativa Japonesa sismorresistente [4]. Se ha podido comprobar en el terremoto de la costa de Hounsú en Japón el 11 de marzo de 2011 el excelente comportamiento sismorresistente de los edificios construidos en los últimos años, frente a la destrucción del Tsunami provocado por el sismo. Sorprendente es también la poca acogida y difusión que ha tenido hasta la fecha el sistema estructural de Perfiles Metálicos embebidos en estructuras de Hormigón Armado en las construcciones de Europa. El Eurocódigo 4 hace referencia al cálculo de este sistema estructural [2].

Es cierto que las solicitaciones sísmicas son mucho mayores en Japón, donde las estructuras deben resistir terremotos de magnitud siete o superior, pero en ciertos edificios singulares y especialmente en los de uso público es imprescindible asegurarse la resistencia estructural frente a una acción sísmica no prevista en nuestras normativas actuales. Hospitales, centros de emergencia, edificios de bomberos, garajes de ambulancias, centrales nucleares, colegios y otros edificios, deberían estar calculados para soportar posibles catástrofes más o menos severas, contemplando periodos de retorno superiores a los normalmente considerados.

Este sistema estructural puede encarecer muy poco el conjunto de la obra frente a la importancia de asegurar su resistencia estructural al ser solicitado por una acción sísmica severa.

## 2. Desarrollo del trabajo

Se han realizado una serie de ensayos previos del material utilizado para la confección de los prototipos que permitan conocer la resistencia real del material empleado. La resistencia última es mucho mayor a la resistencia esperada. Se ha empleado el límite elástico para el cálculo de las resistencias (Tabla 1).

Tabla 1. Propiedades de los materiales empleados en el prototipo 4, de HAA.

Hormigón	HA-25/F/20/I	Ac	$F_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$	$F_{ce}=31,58 \text{ N/mm}^2$
Acero armar	B-500-SD	As	$F_{sk}=500 \text{ N/mm}^2$	$F_{se}=511 \text{ N/mm}^2$
Acero estructural	HEB-100-S275	Aa	$F_{ak}=275 \text{ N/mm}^2$	$F_{ae}=335 \text{ N/mm}^2$

Se han realizado ensayos de carga y descarga con control de desplazamientos (Fig. 2) de cada uno de los prototipos hasta llevarlos a rotura con el pórtico de ensayos del laboratorio del departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad de Alicante. (Fig. 3)

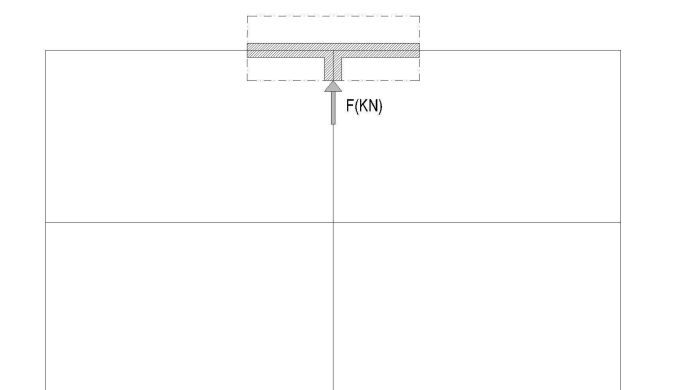


Figura 1. Tipo de nudo sencillo entre viga-pilar.

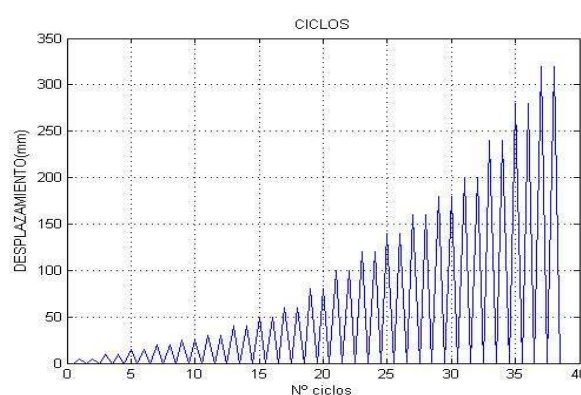


Figura 2. Ciclos de carga-descarga.

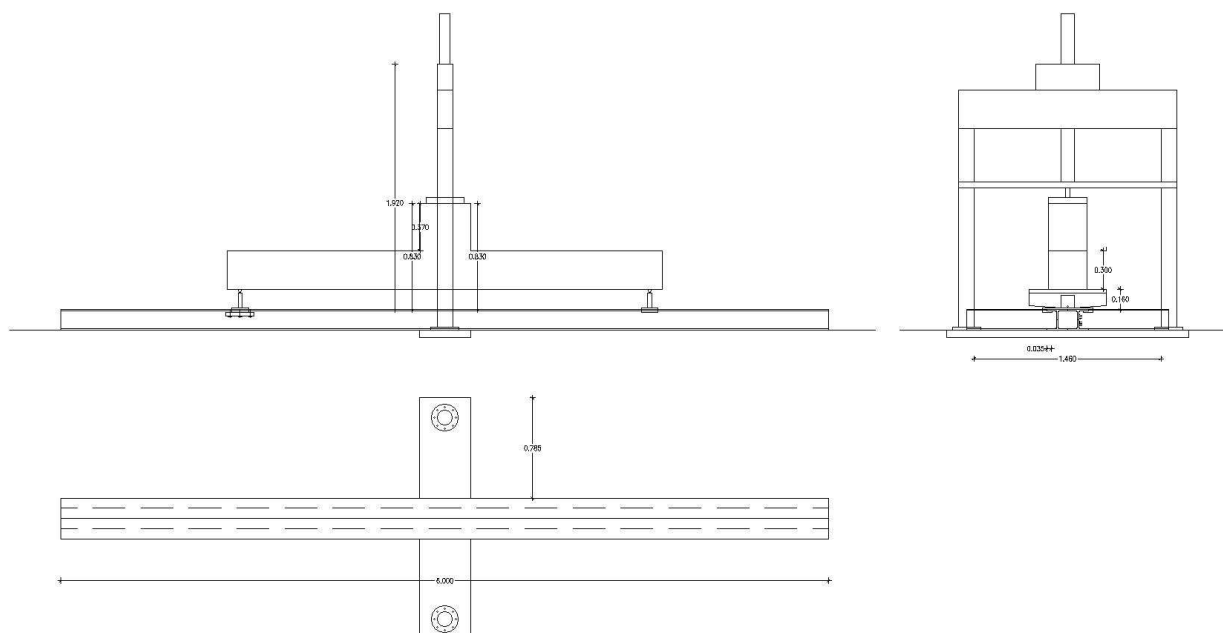


Figura 3. Pórtico de ensayos del laboratorio.

Los prototipos previos 1 y 2 sirvieron para ajustar los prototipos siguientes, mejorar el diseño y calibrar los ensayos. El presupuesto de los nudos de HAA es mayor pero la estimación del presupuesto en un pórtico de 100 m<sup>2</sup> (Tabla 2) se iguala al disminuir la proporción de los perfiles metálicos en el conjunto de la estructura y al utilizar los nudos metálicos de forma industrializada.

Tabla 2. Resumen de los prototipos ensayados y los datos obtenidos.

Prototipo		Medidas secci	Armadura inferior	Perfiles	Precio Nudo	Precio estimado forjado 100 m <sup>2</sup>
P03	HA(RC)	300x250	4 ø 12	-	90 E.	75 E/m <sup>2</sup>
P04	HAA(SCR)	300x250	4 ø 12	HEB-100	150 E.	80 E/m <sup>2</sup>
P05	HA(RC)	300x250	2 ø 16 2 ø 20	-	120 E.	80 E/m <sup>2</sup>

Se trata de un nudo sencillo entre tres barras (Fig. 1). El prototipo 3 de HA se ejecuta con una armadura convencional, el prototipo 4 de HAA, (Fig. 4), mantiene la misma armadura, sección y hormigón y se añade el perfil metálico para conocer el incremento de ductilidad y resistencia. El prototipo 5 de HA se diseña con la resistencia última del prototipo 3.

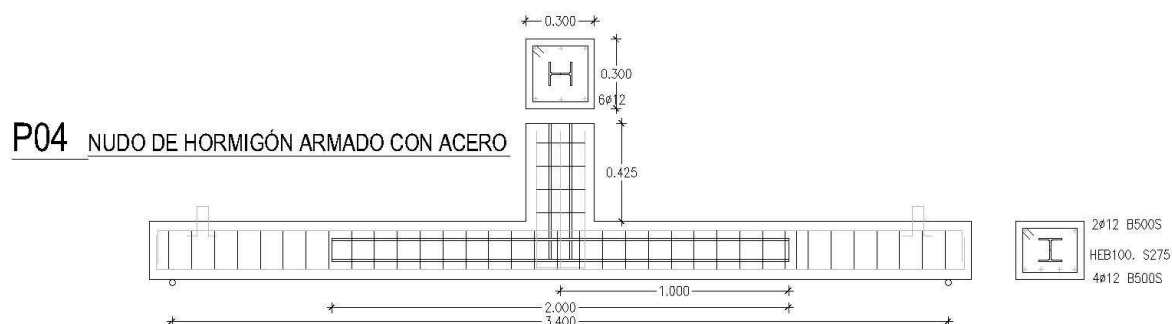


Figura 4. Prototipo 4 ensayado, de HAA.

Los resultados obtenidos de los ensayos son comportamientos histeréticos en los diagramas carga-flecha, y son analizados con detalle a continuación.

### 3. Análisis de resultados.

#### 3.1. Aspectos generales

En las figuras 5 y 6 se muestran los resultados obtenidos para los tres prototipos en un diagrama momento-flecha, resultando ya patente en ellas el aumento de resistencia y ductilidad entre el Prototipo 3 de HA y el Prototipo 4 de HAA.

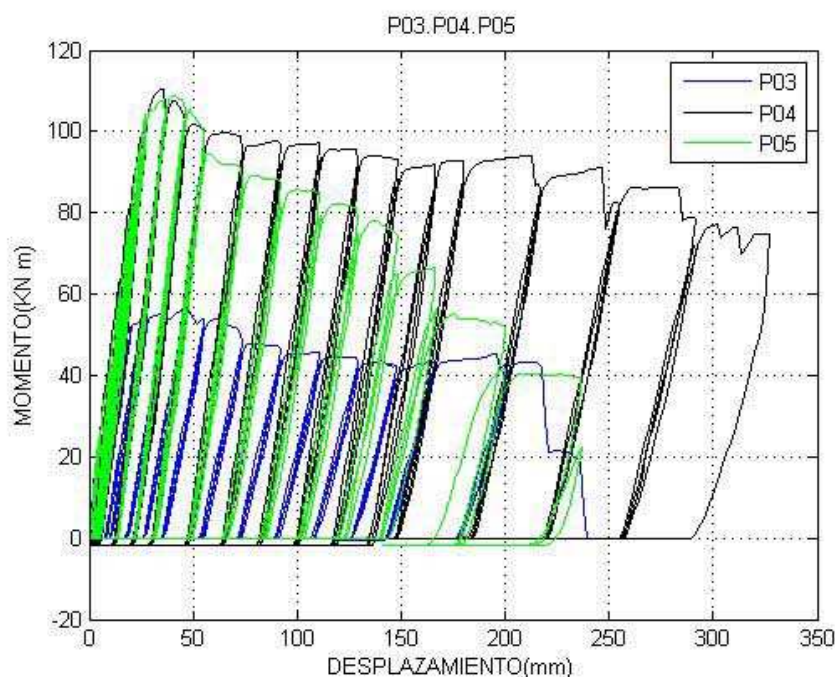
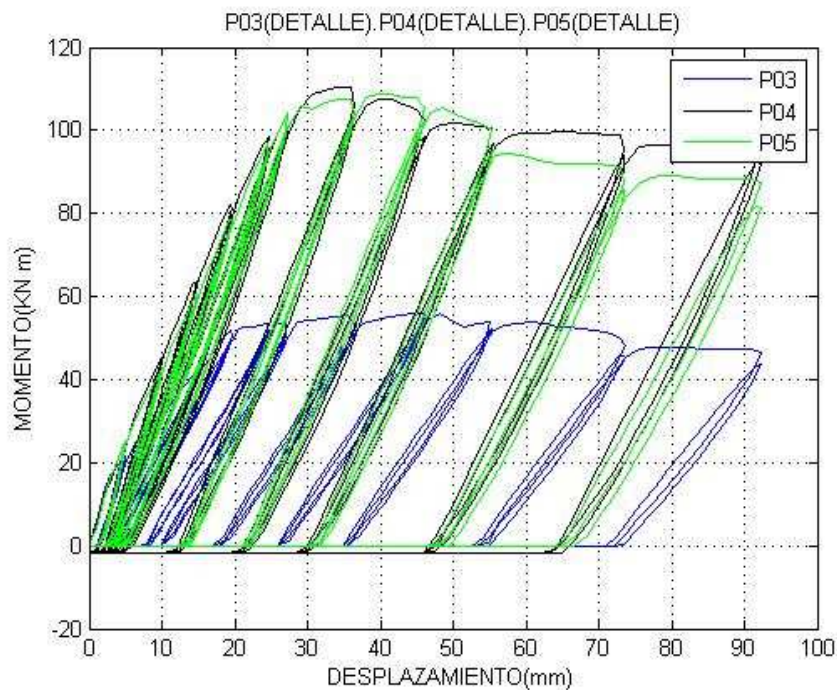


Figura 5. Gráfica completa M-D del P03-P04-P05.



En ellas también se aprecia la diferencia de las pendientes y las diferencias en las flechas elásticas y permanentes.



**Figura 6. Gráfica detalle M-D del P03-P04-P05.**

**El prototipo 3, de HA,** se encuentra en el dominio 2 de deformación [1], y con poco armado consigue una sección con rotura dúctil. La rotura última del prototipo 3 es una rotura rápida, al romper finalmente la armadura traccionada, provocando la ruina de la estructura. (Fig. 7).

La deformación última se alcanza con la rotura total del acero.



**Figura 7. Fotografía de la rotura última del prototipo 3.**

En **el prototipo 4, de HAA,** se observa una rotura con unas deformaciones mucho más elevadas. Una vez se produce la rotura del hormigón, la estructura sigue deformando como si se tratase de una estructura metálica, por lo que puede alcanzar unas deformaciones muy elevadas, dados la elevada ductilidad del acero de los perfiles metálicos y el confinamiento general del perfil, que sólo

desaparece localmente en la sección de rotura. (Fig. 8). Dadas las deformaciones alcanzadas se detuvo el ensayo manteniendo una gran resistencia la sección, por lo que la deformación última alcanzada se produjo con la rotura parcial de la sección en fase de rótula plástica, todavía con una gran capacidad resistente.



**Figura 8. Fotografía de la rotura última del prototipo 4.**

Las estructuras de Hormigón Armado con Acero están formadas por tres materiales diferentes. Al aumentar progresivamente la carga, nos encontramos diferentes fases de resistencia de la sección. En las estructuras la ductilidad de los nudos permite una redistribución de las cargas y una disipación de la energía sísmica. La alta ductilidad que le confiere el acero a los nudos de hormigón armado permite que la estructura posea una capacidad plástica de adaptación que evite que aparezcan estados tensionales excesivos, en general, no calculados explícitamente.

**El prototipo 5, de HA,** se diseña con la resistencia última del prototipo 4 de HAA, pero sin el perfil metálico, para comparar la diferencia de ductilidad entre ambas estructuras. (Fig. 9).

La rotura se produce en dominio 3, correspondiendo a la rotura total por compresión del hormigón. La armadura a compresión rompió por pandeo.

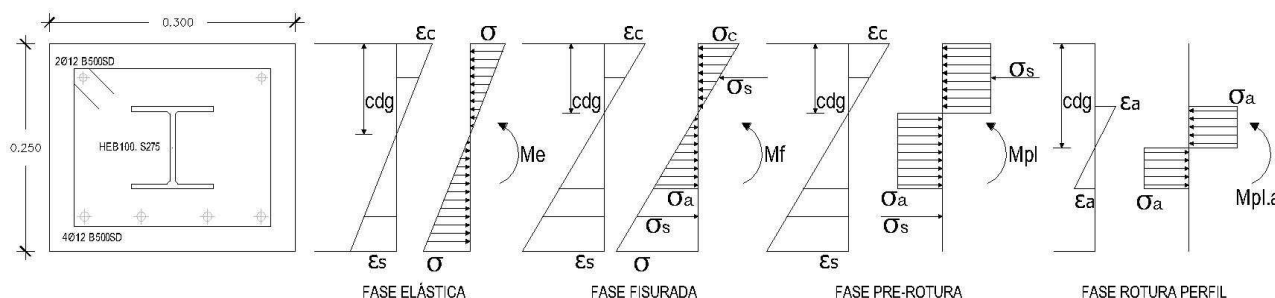


**Figura 9. Fotografía de la rotura última del prototipo 5.**

### 3.2. Cálculo de la resistencia de la sección de HAA.

En las estructuras de Hormigón Armado a medida que se aumenta progresivamente las cargas aplicadas se pueden distinguir los siguientes estados tensionales: (Fig. 10).

- 1.-Fase elástica. El hormigón aún no se ha fisurado y trabaja íntegramente la sección. Las secciones se distribuyen según el comportamiento elástico-lineal clásico y en este caso la fibra neutra pasa por el centro de gravedad de la sección homogeneizada del hormigón y del acero.
- 2.-Fase fisurada. La fibra más traccionada del hormigón alcanza su resistencia a tracción. La fisuración se propaga y las tracciones que deja de resistir el hormigón son absorbidas por el acero estructural y la armadura, que aumenta bruscamente su tensión. El eje neutro se desplaza hacia el ala superior del perfil metálico, estando solicitado el perfil metálico a tracción.[13].
- 3.-Fase de pre-rotura. El perfil metálico todavía tiene capacidad de deformación en esta fase, por lo que puede seguir absorbiendo energía la estructura antes de su rotura.
- 4.-Fase de rotura del perfil metálico. Una vez el hormigón pierde toda su resistencia, y las armaduras a tracción se rompen, la sección resiste sólo con el perfil metálico.

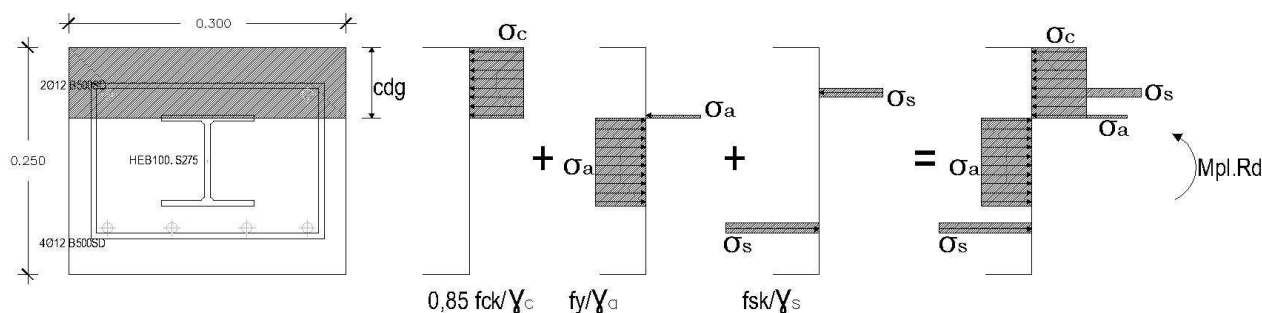


**Figura 10. Estados tensionales en el hormigón y acero bajo carga creciente.**

En las estructuras de HAA el método más utilizado y conveniente para calcular la resistencia última es el método de superposición de resistencias, al incluir la capacidad resistente de tres materiales diferentes, el Hormigón, el acero de armar y los perfiles metálicos, y cada uno con unas deformaciones propias [5].

El eurocódigo 4 expone un método simplificado de cálculo de secciones embebidas con acero totalmente cubierto por el hormigón para calcular la resistencia de secciones sometidas a flexo-compresión monoaxial. El proceso de cálculo consiste en situar la fibra neutra mediante las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y se evalúa el momento último que resiste la sección.

En el Prototipo 4 la fibra neutra se encuentra en el ala del perfil (Fig. 11).

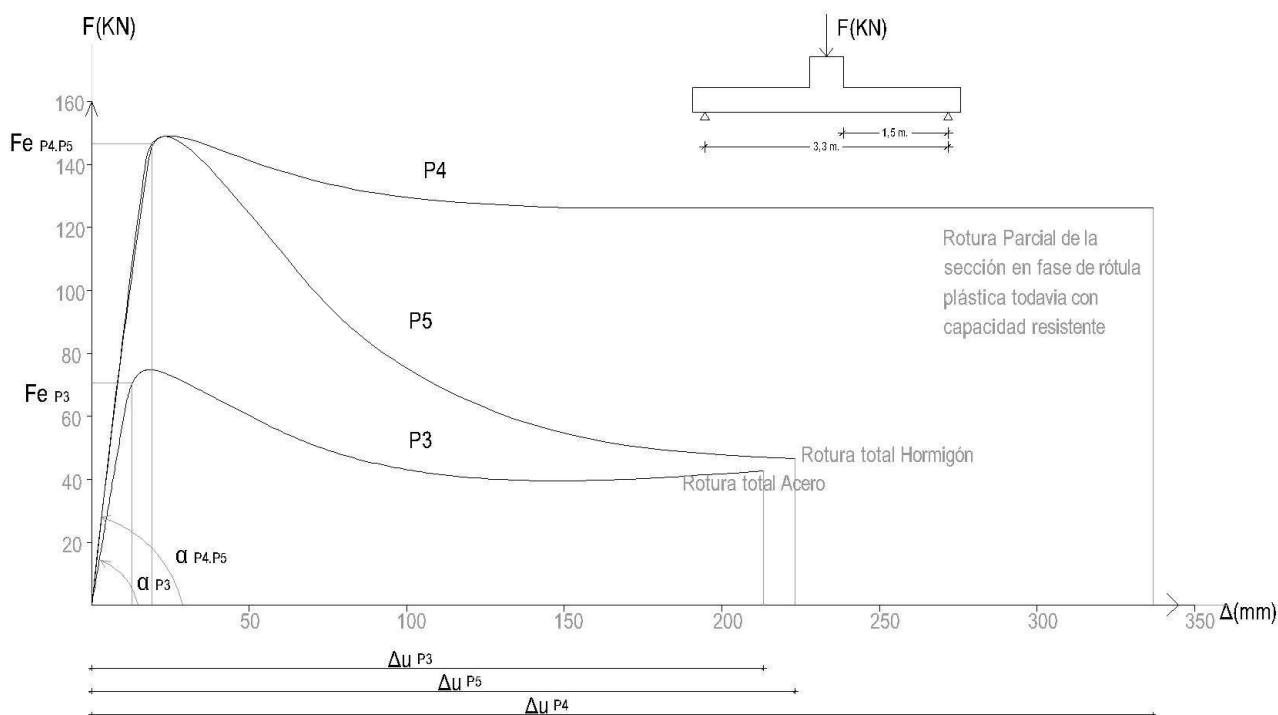


**Figura 11. Estado tensional en fase de pre-rotura en el hormigón y acero.**



### 3.3. Aspectos energéticos.

La siguiente gráfica resume los resultados experimentales obtenidos:



**Figura 12. Gráfica resumen de los resultados de los ensayos realizados.**

Definiendo la energía absorbida por deformación como la energía absorbida por la estructura en el proceso de carga y evaluándola como el área bajo la curva carga-deformación [12], tendremos:

$$\text{Energía absorbida: } U=W=\int_0^{\Delta u} F(\Delta)d\Delta \quad (1)$$

La energía de deformación elástica se recupera en el proceso de carga y descarga cuando nos encontramos en el régimen elástico. (Fig. 6). En fase plástica se disipa la mayor parte de la energía, recogiendo la tabla 3 los valores correspondientes a cada prototipo en su deformación última alcanzada.

A partir de las flechas obtenidas en régimen elástico podemos conocer la inercia de las secciones (2) , cuyos resultados se recopilan también en la tabla 3:

$$\text{flecha} = f = \frac{PL^3}{48EI} \quad (2)$$

*Tabla 3. Resumen de los prototipos ensayados y los datos obtenidos.*

Prototipo		Carga KN	Momento KN m	Flecha Máx.mm	Inercia elástica	Energía absorbida
P03	HA(RC)	73	55	220	10.863 cm <sup>4</sup>	10,31 KN m
P04	HAA(SCR)	146	110	330	14.557 cm <sup>4</sup>	42,46 KN m
P05	HA(RC)	146	110	230	14.557 cm <sup>4</sup>	17,41 KN m



De los resultados obtenidos podemos deducir que la inercia de las secciones con perfiles metálicos embebidos HAA crece un 34% con respecto a la inercia de las secciones de hormigón armado en régimen elástico, siendo el incremento en las pendientes de la gráfica 11 en régimen elástico.

La utilización de estos nudos en las estructuras convencionales de hormigón armado reduce las secciones de hormigón armado al aumentar la ductilidad de la estructura, reduce la mano de obra al colocar menos armadura y facilita su hormigonado y aumenta considerablemente la seguridad sismorresistente. Si los nudos se realizan de forma industrializada, se reduce considerablemente su coste, por lo que se estima que sería casi nulo el incremento de coste sobre el de las estructuras de Hormigón Armado.

#### 4. Conclusiones.

Se extraen las siguientes conclusiones a partir de los resultados experimentales expuestos:

- 1.- La energía absorbida hasta rotura en el prototipo de HAA es el triple que la correspondiente al de HA a igualdad de resistencia, y a igualdad de armadura aumenta unas cuatro veces la absorción de energía al colocar el perfil metálico embebido. (Tabla 4)
- 2.- La resistencia de la secciones de Hormigón Armado con Acero, HAA, es cercana al doble de la resistencia de la misma sección de Hormigón Armado, HA, sin el perfil metálico.(Fig.12).
- 3.- Las sucesivas pendientes de la gráfica de carga-descarga son mayores y más constantes en el prototipo HAA que en el prototipo de HA, que tiene menor rigidez. (Fig. 6).
- 4.- Las sucesivas pendientes de la gráfica de carga-descarga, que miden la rigidez, son mayores en la zona elástica que en la zona plástica. (Fig. 6)
- 5.- La inercia de las secciones de HAA es mayor que la de HA, siendo el incremento mayor que el debido a la inercia principal del perfil metálico. (Tabla 3).
- 6.- La deformación última es mucho mayor en las estructuras de HAA, que se comportan en deformaciones cercanas a la rotura como estructuras metálicas, frente a las estructuras de HA, que tienen una rotura última frágil. Por lo que la ductilidad de las estructuras de HAA puede ser cercana al doble que la correspondiente a las de HA. (Fig. 12)
- 7.-Las estructuras de Hormigón Armado con Acero, HAA, mejoran considerablemente la ductilidad, la resistencia y pueden llegar a disipar gran cantidad de energía, por lo que son mucho más seguras y resistentes frente a acciones sísmicas que las de Hormigón Armado, HA.
- 8.-A la vista de estos resultados sería interesante considerar la generalización del refuerzo con perfiles metálicos embebidos en los nudos de las estructuras de Hormigón Armado para conseguir unas estructuras más sismorresistentes y con una adecuada resistencia al fuego, especialmente en edificios públicos y de emergencias en los que deba garantizarse alta seguridad sísmica.

#### 5. Agradecimientos

Los estudios presentados en este trabajo han sido posibles gracias al apoyo económico otorgado por el departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad de Alicante. Los autores agradecen este apoyo.

## 6. Referencias:

- [1] EHE-08 (2008). Instrucción de Hormigón Estructural.
- [2] Eurocódigo 4. EN 1994-1-1:2004 (2011). Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
- [3] Eurocódigo 8. EN 1998-1:2004 (2011). Proyecto de estructuras sismorresistentes.
- [4] Wakabayashi, Minoru. Martinez Romero, Enrique (1988), "Diseño de estructuras sismorresistentes". McGraw-Hill, pp.180-189
- [5] Cheng-Cheng Chen, Keng-Ta Lin. (2009). "Behavior and strength of steel reinforced concrete beam-column joints with two-side force inputs". Journal of Constructional Steel Research 65.pp. 641-649.
- [6] Cheng-Cheng Chen, Budi Suswantoa, Yu-Jen Lin. (2009) "Behavior and strength of steel reinforced concrete beam-column joints with single-side force inputs". Journal of Constructional Steel Research 65, pp 1569\_1581.
- [7] Teraoka M, Morita K, Sasaki S, Katsura D. (2001),"Experimental study on simplified steel reinforced concrete beam-column joints in construction technology". Steel and Composite Structures, pp. 295\_312.
- [8] B. Perepérez, (2001), "Ductilidad y Proyecto en las estructuras de hormigón en edificación". ACHE Jornada técnica anual.
- [9] J. Garcia, E. Bayo. (2007),"Capacidad sismorresistente de pórticos de estructura mixta con uniones semirrígidas". Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
- [10] Beatriz Gil Rodriguez. (2006), "Metodología práctica para el diseño de pórticos de estructura mixta con uniones semi-rígidas". Tesis Doctoral. Universidad de Navarra.
- [11] Viviana Cecilia Letelier Gonzalez, (2007),"Comportamento ciclico del calcestruzzo con aggregati riciclati", Tesi di dottorato di Ricerca in Ingegneria dei Materiali delle Acque e dei terreni, Università Politecnica delle Marche.
- [12] Hiroshi Akiyama, (2003), "Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético". Editorial Reverté. S.A..
- [13] Benito Hernández, C. (1975), "Nociones de cálculo plástico", Editorial Rugarte, S.L., Madrid.
- [14] Architectural Institute of Japan (AIJ). (1991). "AIJ standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures", Architectural Institute of Japan (Revision of 1987 in English version), Tokyo.
- [15] Yamanouchi, H., et al. (1994)."U.S.–Japan cooperative structural research project on composite and hybrid structure. Part 1: Overall research program." Summaries, Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Inst., Jpn., C-II, 1521–1522.
- [16] Hiroshi Kuramoto, (2006). "Seismic Design Codes for Buildings in Japan", Journal of Disaster Research Vol.1No.3, 2006